

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Pelimpah**

##### **2.1.1 Dasar Pelimpah**

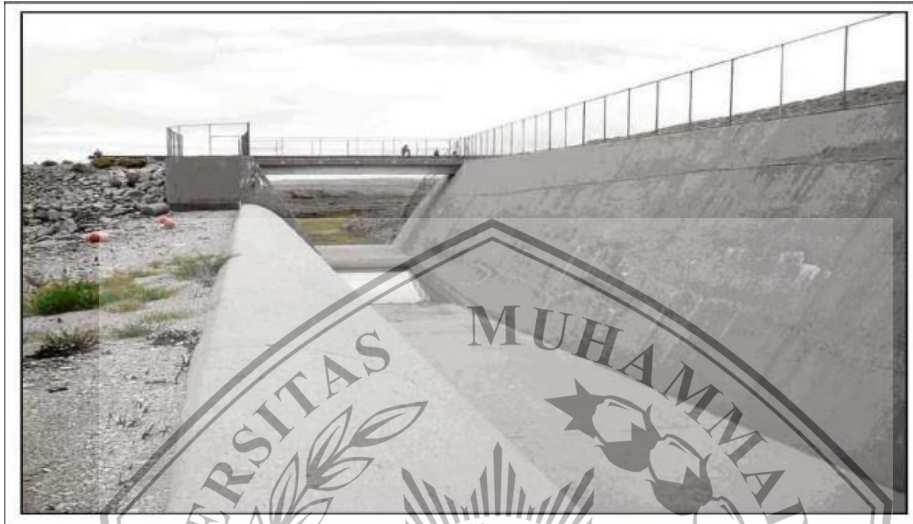
Berdasarkan Modul Desain Bangunan Pelengkap Pelatihan Perencanaan Bendungan Tingkat Dasar yang diterbitkan oleh Kementerian PUPR pada tahun 2017, pelimpah memiliki fungsi utama membuang kelebihan air waduk sehingga air tidak melimpas puncak bendungan yang dapat membahayakan bendungan. Kapasitas pelimpah harus didesain menggunakan banjir dengan kala ulang tertentu. Beberapa hal yang perlu dipertimbangkan dalam mendesain bangunan pelimpah adalah sebagai berikut:

1. Debit *inflow*, frekuensi dan bentuk hidrografnya
2. Tinggi mercu pelimpah yang direncanakan
3. Kapasitas waduk pada beberapa variasi permukaan
4. Kondisi geologi dan kondisi lapangan lainnya
5. Lokasi berupa lereng yang terjal atau curam
6. Bekas galian yang dapat dimanfaatkan sebagai material timbunan
7. Daya dukung, stabilitas lereng, rembesan, dll.

##### **2.1.2 Pelimpah Samping (*Side Channel Spillway*)**

Berdasarkan Modul Desain Bangunan Pelengkap Pelatihan Perencanaan Bendungan Tingkat Dasar yang diterbitkan oleh Kementerian PUPR pada tahun 2017, bangunan pelimpah samping adalah bangunan pelimpah yang saluran peluncurnya berposisi menyamping terhadap saluran pengatur aliran di hulunya. Saat mengalirkan debit banjir abnormal, perbedaan elevasi permukaan air di hulu dan di hilir bendung pengatur tidak kurang dari dua per tiga kali tinggi air di atas mercu bendung tersebut. Pelimpah tipe ini digunakan pada kondisi yang sama seperti pelimpah lurus. Pelimpah samping dapat ditempatkan pada tumpuan bendungan yang sempit. Karakteristik alirannya sama dengan aliran melalui

ambang bebas, kecuali pada debit aliran tinggi yang mungkin merendam sebagian puncak pelimpah.



Gambar 2. 1 Mercu Pelimpah Samping

Sumber : Design Standard No. 14, USBR

## 2.2 Analisa Hidrologi

Kebenaran dari kesimpulan yang dibuat dari analisis data hidrologi sebenarnya tidak dapat dipastikan benar secara absolut, karena kesimpulan analisis hidrologi umumnya dibuat berdasarkan data sampel dari populasi, oleh karena itu aplikasi teori peluang sangat diperlukan dalam analisis hidrologi (Soewarno, 1995).

### 2.2.1 Hidrograf Satuan

Hidrograf satuan dapat didefinisikan sebagai hidrograf aliran langsung, yang dihasilkan oleh satu unit tebal 1 mm curah hujan efektif yang jatuh merata pada daerah aliran sungai pada periode waktu tertentu (Nugroho, 2010). Definisi hidrograf satuan secara tidak langsung juga menyatakan:

1. Hidrograf satuan merepresentasikan respon curah hujan efektif yang jatuh pada daerah aliran sungai, untuk menghasilkan hidrograf aliran langsung.

Sehingga volume air hidrograf satuan apabila dibagi luas daerah aliran sungai hasilnya harus sama dengan 1 mm tebal hujan efektif.

2. Hujan yang terjadi dipertimbangan sebagai intensitas hujan efektif rata-rata.
3. Distribusi hujan lebat yang jatuh pada daerah aliran sungai dianggap seragam.

### 2.2.2 Curah Hujan Maksimum Boleh Jadi (CMB)

Berdasarkan petunjuk teknis perhitungan debit banjir pada bendungan kontrak No.01/KU.02.07/SKBB/III/2017, curah hujan maksimum boleh jadi didefinisikan sebagai tinggi terbesar hujan dengan durasi tertentu yang secara meteorologis dimungkinkan bagi suatu daerah pengaliran dalam suatu waktu dalam tahun, tanpa adanya kelonggaran yang dibuat untuk trend klimatologis jangka panjang. Rumus yang digunakan oleh Hershfield didasarkan atas persamaan frekuensi umum, yaitu:

$$X_m = X_n + K_m \cdot S_n \dots \dots \dots 2.1$$

Dengan

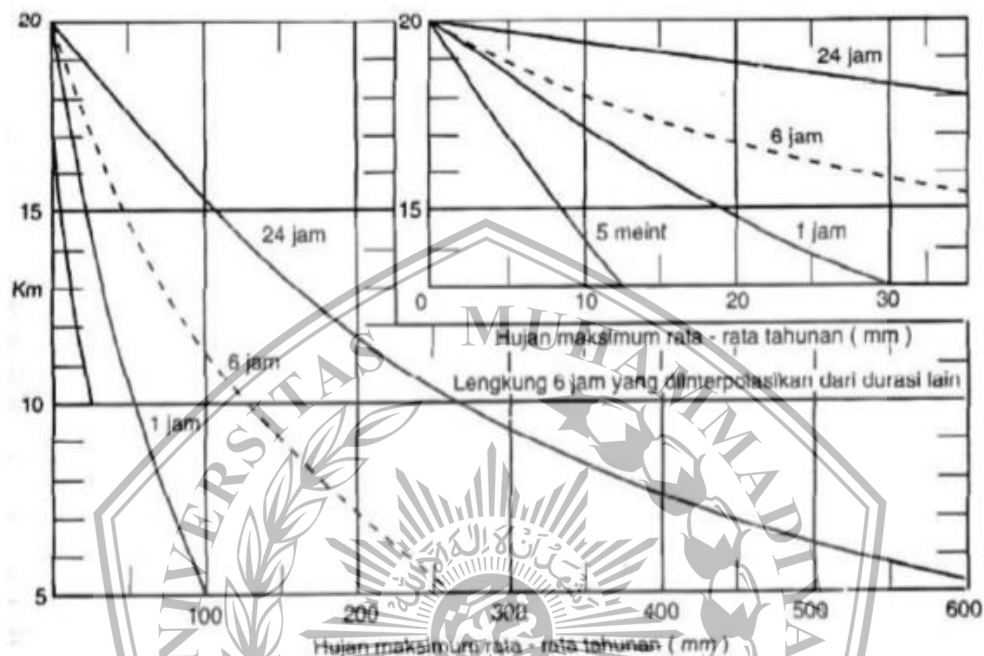
$X_m$  = curah hujan maksimum yang tercatat

$X_n$  = nilai rata-rata (mean) data hujan maksimum tahunan

$S_n$  = standar deviasi data hujan maksimum tahunan

$K_m$  = faktor pengali terhadap deviasi

Nilai  $K_m$  untuk durasi 5 menit, 1 jam, 6 jam, dan 24 jam dan hubungannya dengan keberagaman  $X_n$  dimuat pada gambar di bawah

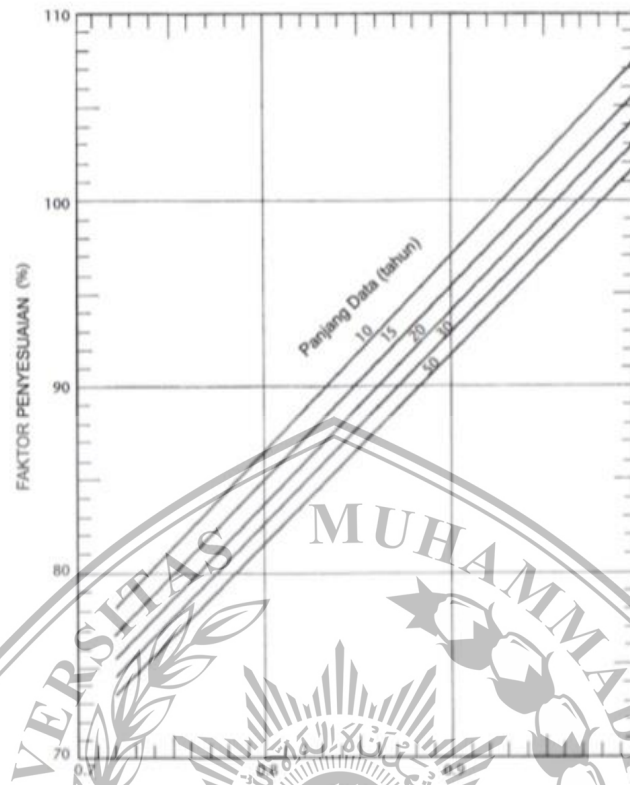


Gambar 2. 2 Faktor pengali terhadap deviasi ( $K_m$ )

Sumber : Petunjuk Teknis Perhitungan Debit Banjir pada Bendungan,  
Kementerian PUPR

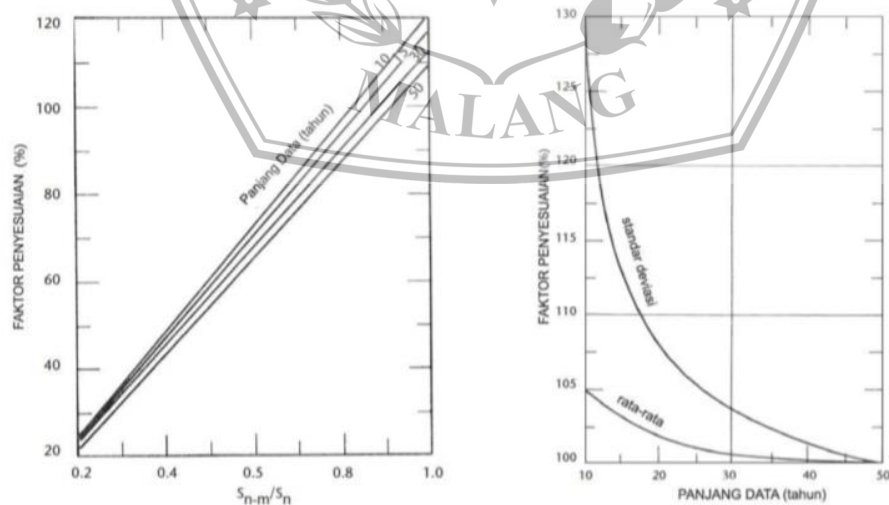
Hujan yang jarang terjadi (*outlier*) dapat mempengaruhi  $X_n$  dan  $S_n$  deret data tahunan. Besarnya pengaruh tersebut menjadi berkurang untuk data panjang, tetapi menjadi besar pada data yang pendek. Gambar dibawah ini dibuat oleh Hershfield untuk menyesuaikan besarnya  $X_n$  dan  $S_n$  sebagai kompensasi dengan adanya *outlier* tersebut.





Gambar 2. 3 Faktor koreksi  $X_n$

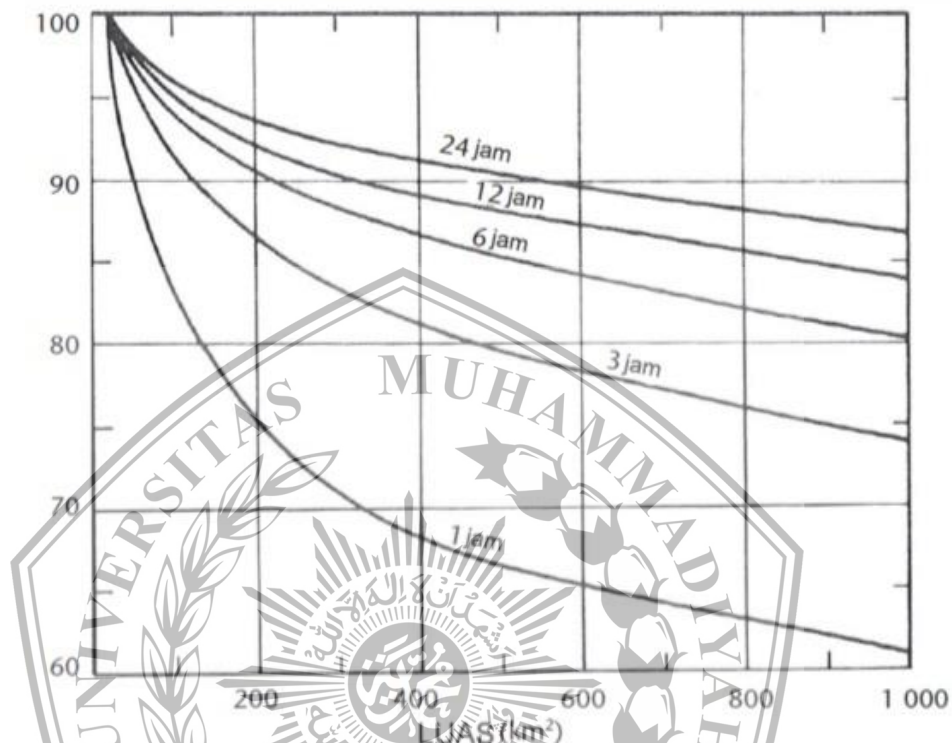
Sumber : Petunjuk Teknis Perhitungan Debit Banjir pada Bendungan, Kementerian PUPR



Gambar 2. 4 Faktor Penyesuaian

Sumber : Petunjuk Teknis Perhitungan Debit Banjir pada Bendungan, Kementerian PUPR

Lengkung pada gambar di bawah ini dibuat berdasarkan nilai rata-rata yang didapat dari analisis *depth-area-duration* (DAD) untuk badai-badai besar



Gambar 2. 5 Lengkung reduksi luas

Sumber : Petunjuk Teknis Perhitungan Debit Banjir pada Bendungan,  
Kementerian PUPR

### 2.2.3 Penelusuran Banjir

Penelusuran aliran adalah prosedur untuk menentukan waktu dan debit aliran (hidrograf) di suatu titik pada aliran berdasarkan hidrograf yang diketahui di sebelah hulu, apabila aliran tersebut adalah banjir maka prosedur tersebut dikenal dengan penelusuran banjir (Triatmodjo, 2010).

Persamaan aliran dinyatakan dalam bentuk kontinuitas berikut:

$$\frac{dS}{dt} = I - O \dots\dots\dots 2.2$$

Dimana:

- $I$  = debit yang masuk ke dalam permulaan ( $m^3/detik$ )  
 $O$  = debit yang keluar dari akhir waduk yang ditinjau ( $m^3/detik$ )  
 $dS$  = perubahan tampungan (*storage*) waduk yang ditinjau ( $m^3$ )  
 $dt$  = interval waktu penelusuran (detik, jam, atau hari)

Pada penelusuran air di waduk, tampungan  $S$  hanya merupakan fungsi aliran keluar. Untuk waktu ke 1 dan ke 2, persamaan tersebut dapat ditulis menjadi:

$$S = K \cdot O \dots\dots\dots 2.3$$

Dimana:

- $S$  = volume tampungan  
 $K$  = koefisien tampungan, yaitu perkiraan waktu perjalanan air sungai  
 $O$  = aliran keluar ( $O$ )

Substitusi kedua persamaan di atas memberikan:

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1 \dots\dots\dots 2.4$$

Dimana  $C_0$ ,  $C_1$  dan  $C_2$  adalah konstanta yang mempunyai bentuk berikut:

$$\begin{aligned}
 C_0 &= \frac{(\Delta t/K)}{2 + (\Delta t/K)} \\
 C_1 &= C_0 \\
 C_2 &= \frac{2 - (\Delta t/K)}{2 + (\Delta t/K)}
 \end{aligned}$$

## 2.3 Analisa Hidrolika

Analisa hidrolika dimaksudkan untuk menganalisa profil muka air banjir dengan kala ulang tertentu berdasarkan debit banjir rencana. Analisa hidrolika akan menghitung seberapa besar pengaruh pengendalian banjir secara struktural terhadap tinggi muka air banjir dan luapan yang terjadi.

### 2.3.1 Prinsip Dasar

Hidrolika merupakan bagian dari hidrodinamika yang terkait dengan gerak air atau mekanika aliran. Terdapat dua macam aliran yaitu aliran saluran terbuka dan aliran saluran tertutup. Pada aliran saluran terbuka terdapat permukaan bebas, permukaan bebas tersebut merupakan suatu batas antara cairan dan udara sehingga pada permukaan ini terdapat tekanan atmosfer. Sedangkan pada aliran saluran tertutup tidak terdapat pengaruh langsung oleh tekanan atmosfer, pengaruh yang ada hanyalah tekanan hidrolik.

### 2.3.1.1 Aliran Saluran Terbuka dan Penggolongannya

#### a. Jenis Aliran

Menurut vent e chow (1989) penggolongan tipe aliran yang terjadi pada aliran saluran terbuka didasarkan pada beberapa kriteria diantaranya adalah perubahan kedalaman aliran ( $h$ ), waktu ( $t$ ), dan tempat ( $s$ ). Jenis aliran yang dibedakan berdasarkan waktu adalah :

##### 1. Aliran Tunak (*steady flow*)

Suatu aliran dimana kedalaman air tidak berubah menurut waktu atau dianggap tetap dalam suatu interval waktu tertentu.

##### 2. Aliran Taktunak (*unsteady flow*)

Aliran yang kedalaman airnya berubah menurut waktu.

Jenis aliran yang dibedakan berdasarkan tempat adalah :

##### 1. Aliran seragam

Aliran saluran terbuka dapat dikatakan seragam apabila kedalaman aliran sama pada setiap penampang saluran. Aliran seragam tidak dapat berubah menurut dan dapat berubah menurut waktu.

##### 2. Aliran tidak seragam

Aliran saluran terbuka yang kedalaman alirannya berubah-ubah menurut penampang salurannya. Aliran tidak seragam dapat disebut aliran berubah-ubah (*varied flow*) yang dibedakan menjadi aliran berubah lambat laun dan aliran berubah tiba-tiba.

Secara singkat penggolongan aliran saluran terbuka dapat diringkas menjadi:

##### 1. Aliran Tunak (*steady flow*)

- a. Aliran seragam (*uniform flow*)
- b. Aliran berubah lambat laun (*gradually varied flow*)
- c. Aliran berubah tiba-tiba (*rapidly varied flow*)

##### 2. Aliran Taktunak (*unsteady flow*)

- a. Aliran seragam taktunak (*unsteady uniform flow*)
- b. Aliran tidak tetap berubah lambat laun (*gradually varied unsteady flow*)
- c. Aliran tidak tetap berubah tiba-tiba (*rapidly varied unsteady flow*)

### b. Keadaan Aliran

Keadaan atau perilaku aliran terbuka pada dasarnya dipengaruhi oleh kekentalan (*viscosity*) dan grafitasi dalam perbandingannya dengan gaya-gaya kelembaman (*inertial forces*)

Apabila yang dipertimbangkan adalah besarnya perbandingan antara gaya-gaya kelembaman dan gravitasi maka aliran dapat dibagi menjadi:

1. Aliran kritis.
2. Aliran subkritis.
3. Aliran superkritis

Parameter yang membedakan tipe aliran tersebut adalah angka Froude ( $F_R$ ).

$$F_R = \frac{V}{\sqrt{gL}} \dots\dots\dots 2.5$$

Dimana :

$F_R$  = Angka Froude.

$V$  = Kecepatan rata-rata aliran dalam (m/detik)

$L$  = Kedalaman karakteristik (m)

$g$  = Gaya gravitasi, dalam  $m/detik^2$

apabila  $F_R = 1$ , berarti gaya-gaya kelembaman dan gaya gravitasi seimbang dan aliran disebut dalam keadaan kritis atau disebut aliran kritis. Apabila  $F_R < 1$ , berarti gaya graitasi menjadi dominan dan aliran dalam keadaan subkritis atau disebut aliran subkritis apabila  $F_R > 1$ , gaya kelembaman yang dominan dan aliran menjadi superkritis (Chow, 1989).

### 2.3.1.2 Saluran Terbuka dan Sifat-sifatnya

#### a. Jenis Saluran Terbuka

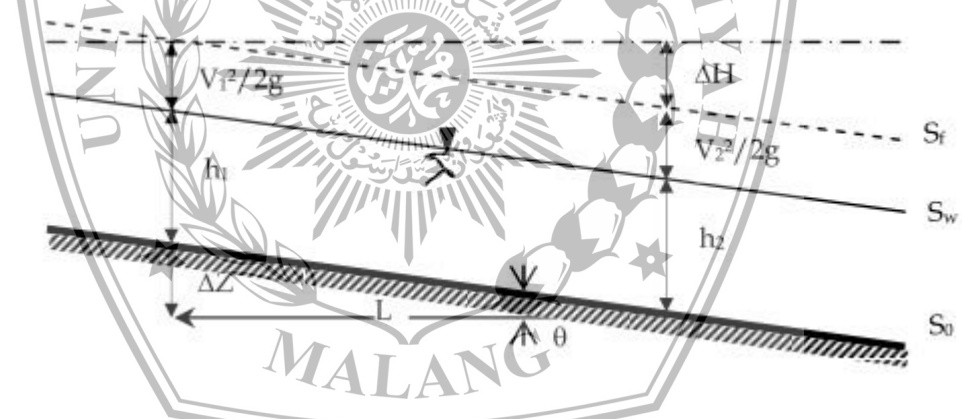
Saluran terbuka dibedakan berdasarkan asalnya menjadi dua macam saluran yaitu saluran alam dan saluran buatan, saluran alam adalah saluran yang terbentuk

dengan proses alamiah tanpa ada perubahan yang berarti oleh manusia. Sedangkan saluran buatan adalah saluran yang dibuat oleh manusia seperti saluran irigasi, saluran drainase, dan lain-lain. Sifat-sifat saluran buatan dapat direncanakan sehingga penerapan teori pada saluran buatan dapat mendekati kondisi sebenarnya (Chow, 1989).

#### b. Geometri Saluran

Saluran alam pada umumnya memiliki penampang yang tidak beraturan sedangkan saluran buatan direncanakan berdasarkan bentuk geometri yang umum. Saluran yang dibuat dengan penampang dan kemiringan dasar tetap disebut saluran prismatis sedangkan saluran dengan penampang dan kemiringan dasar tidak tetap disebut saluran non-prismatis. Definisi dari beberapa geometri penampang saluran sebagai berikut:

- Kedalaman aliran,  $h$  (*depth of flow*) adalah jarak vertikal dari titik yang terendah dari penampang saluran sampai ke permukaan air.



Gambar 2. 6 Aliran di Saluran Terbuka

Sumber : Ven Te Chow, 1989.

$$h = \frac{d}{\cos \theta} \dots\dots\dots 2.6$$

dimana :

$h$  = kedalaman aliran

$d$  = kedalaman penampang aliran

$\theta$  = kemiringan dasar saluran



- Taraf (*stage*) adalah elevasi dari permukaan air diukur dari suatu bidang persamaan tertentu (datum).
- Lebar permukaan (T) adalah lebar penampang saluran pada permukaan aliran.
- Luas penampang aliran atau luas penampang basah (A) adalah luas penampang aliran yang diambil tegak lurus arah aliran
- Keliling basah (O) adalah panjang garis pertemuan antara cairan dan batas penampang melintang saluran yang tegak lurus arah aliran.
- Jari-jari hidrolik (R) adalah perbandingan antara luas penampang basah dan keliling basah

$$R = \frac{A}{O} \dots\dots\dots 2.7$$

- Kedalaman hidrolik (D) adalah perbandingan antara luas penampang basah dengan lebar permukaan basah


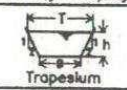




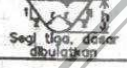
$$D = \frac{A}{T} \dots\dots\dots 2.8$$

- Faktor penampang (Z) adalah suatu faktor untuk perhitungan aliran kritis, merupakan hasil perkalian dari luas basah dan akar dari kedalaman hidrolik

$$Z = A \sqrt{D} \dots\dots\dots 2.9$$

- Faktor penampang untuk perhitungan aliran seragam  $AR^{2/3}$  adalah hasil perkalian dari luas penampang dan pangkat dua pertiga dari jari-jari hidrolik. Ringkasan dari perumusan untuk bagian-bagian geometri saluran yang biasa digunakan dalam praktek dapat dilihat

Tabel 2. 1 Unsur-unsur Geometris Penampang Saluran

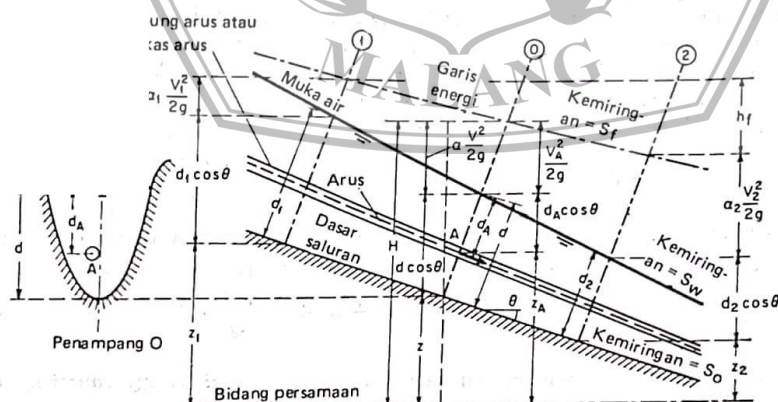
Penampang	Luas A	Keliling basah O	Jari-jari hidrolis R	Lebar puncak T	Kedalaman hidrolis D	Faktor penampang Z
 Persegi Panjang	$Bh$	$B+2h$	$\frac{Bh}{B+2h}$	$B$	$h$	$Bh^{1.5}$
 Trapezium	$(B+zh)h$	$B+2h\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(B+zh)h}{B+2h\sqrt{1+z^2}}$	$B+2zh$	$\frac{(B+zh)h}{B+2zh}$	$\frac{[(B+zh)h]^{1.5}}{\sqrt{B+2zh}}$
 Segi tiga	$zh^2$	$2h\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zh}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zh$	$\frac{1}{2}h$	$\frac{\sqrt{2}}{2}zh^{2.5}$
 Lingkaran	$\frac{1}{2}(\theta - \sin\theta)d_0^2$	$\frac{1}{2}\theta d_0$	$\frac{1}{4}\left(1 - \frac{\sin\theta}{\theta}\right)d_0$	$\frac{(\sin \frac{1}{2}\theta)d_0}{2\sqrt{h(d_0-h)}}$ or $\frac{(\sin \frac{1}{2}\theta)d_0}{2\sqrt{h(d_0-h)}}$	$\frac{1}{8}\left(\frac{\theta - \sin\theta}{\sin \frac{1}{2}\theta}\right)d_0$	$\frac{\sqrt{2}(\theta - \sin\theta)^{1.5}}{32(\sin \frac{1}{2}\theta)^{0.5}}d_0^{2.5}$
 Parabola	$\frac{1}{2}Th$	$T + \frac{8}{3}\frac{h^2}{T}$	$\frac{2T^2h}{3T^2+8h^2}$	$\frac{3}{2}\frac{A}{h}$	$\frac{2}{3}h$	$\frac{2}{9}\sqrt{6}Th^{1.5}$
 Persegi panjang dasi dibulatkan	$\left(\frac{\pi}{2}-2\right)r^2 + (B+2r)h$	$(\pi-2)r + B+2h$	$\frac{(\frac{\pi}{2}-2)r^2 + (B+2r)h}{(\pi-2)r + B+2h}$	$B+2r$	$\frac{(\frac{\pi}{2}-2)r^2}{B+2r} + h$	$\frac{[(\frac{\pi}{2}-2)r^2 + (B+2r)h]^{1.5}}{\sqrt{B+2r}}$
 Segi tiga, dasar dibulatkan	$\frac{T^2}{24} - \frac{r^2}{2} (1-z \cot^2 \frac{\theta}{2})$	$\frac{1}{2}\sqrt{1+z^2} - \frac{\theta}{2} (1-z \cot^2 \frac{\theta}{2})$	$\frac{A}{O}$	$2[z(h-r) + r\sqrt{1+z^2}]$	$\frac{A}{T}$	$A\sqrt{\frac{A}{T}}$

\*) Perkiraan yang paling cocok untuk interval  $0 < \theta < \pi$ , bila  $x = 4h/T$ . Bila  $x > 1$ , dipakai hubungan  $P = (T/2)[\sqrt{1+x^2} + 1/x \ln(x + \sqrt{1+x^2})]$

Sumber : Ven Te Chow, 1989

### 2.3.1.3 Prinsip Energi dan Momentum

#### a. Energi dalam saluran terbuka



Gambar 2. 7 Energi dalam aliran saluran terbuka berubah beraturan

Sumber : Ven Te Chow, 1989

Pada suatu bidang persamaan, jumlah tinggi  $H$  pada suatu penampang  $O$  dititik  $A$  pada aliran arus di saluran yang kemiringannya besar dapat dinyatakan dengan

$$H = z_A + d_A \cos \Theta + \frac{V_A^2}{2g} \dots \dots \dots 2.10$$

Dimana:

$z_A$  = tinggi titik  $A$  diatas bidang persamaan,

$d_A$  =dalamnya titik  $A$  dibawah muka air diukur sepanjang penampang saluran,

$\Theta$  =sudut kemiringan dasar saluran, dan

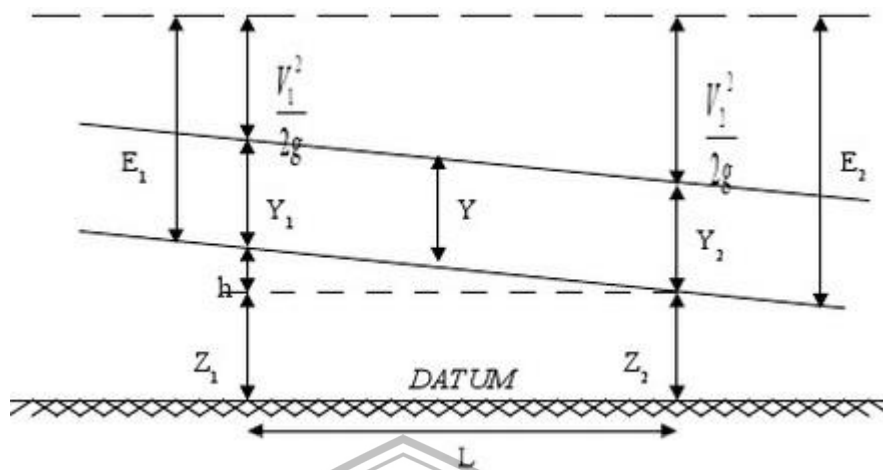
$\frac{V_A^2}{2g}$  =tinggi kecepatan dari arus yang mengalir melalui  $A$ .

Untuk saluran yang kemiringannya kecil,  $\Theta = 0$ , Maka jumlah energi pada penampang saluran adalah

$$H = z + d + a \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots 2.11$$

#### **b. Energi Spesifik**

Energi spesifik dalam suatu penampang saluran berdasarkan buku hidrolika saluran terbuka karya vent e chow (1989) dinyatakan sebagai energi pada setiap penampang saluran. Oleh karena itu, untuk  $z = 0$  memiliki persamaan sebagai berikut



Gambar 2. 8 Energi Spesifik Aliran Terbuka

Sumber : Ven Te Chow, 1989.

$$E = d \cos \theta + a \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots 2.12$$

Sedangkan untuk saluran yang kemiringannya kecil dan  $a = 0$  persamaan di atas menjadi

$$E = y + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots 2.13$$

### 2.3.1.4 Perhitungan Aliran Kritis

Perhitungan aliran kritis berdasarkan buku/hidrolika saluran terbuka karya ven te chow (1989) meliputi penentuan kedalaman kritis dan kecepatannya bila debit dan penampang saluran tidak diketahui.

#### a. Faktor Penampang

Dengan memasukkan  $V = Q / A$  pada persamaan  $\frac{V^2}{2g} = \frac{D}{2}$  lalu disederhanakan, didapat:

$$Z = \frac{Q}{\sqrt{g}} \dots\dots\dots 2.14$$

Dimana:

$Z$  = factor penampang

$Q$  = debit

$g$  = gaya gravitasi

b. Eksponen Hidrolik untuk Perhitungan Aliran Kritis

Berhubung faktor penampang  $Z$  merupakan fungsi dari kedalaman aliran dapat diperkirakan bahwa

$$Z^2 = Cy^M$$

Dengan  $C$  merupakan suatu koefisien dan  $M$  adalah suatu parameter disebut eksponen hidrolik untuk perhitungan aliran kritis.

Logaritma kedua sisi persamaan kemudian dideferensialkan terhadap  $y$ , mendapatkan

$$M = 2 \frac{d(\ln Z)}{d(\ln y)} \dots \dots \dots 2.15$$

Sekarang kedua sisi persamaan, dilogaritma, atau  $Z = A \sqrt{A/T}$ , lalu dideferensialkan terhadap  $y$ ,

$$\frac{d(\ln Z)}{d(\ln y)} = \frac{3}{2} \frac{T}{A} y - \frac{y}{2T} \frac{dT}{dy} y$$

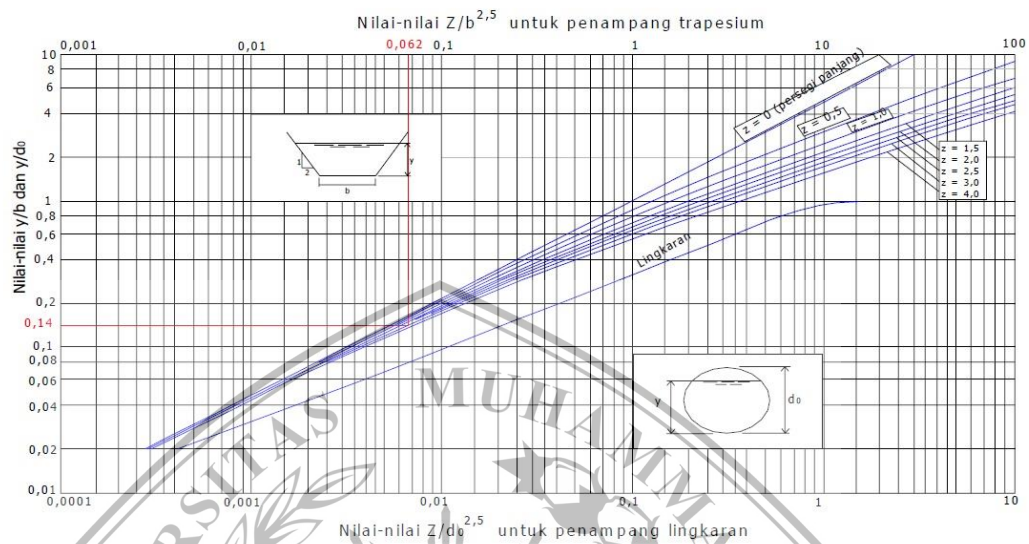
Samakan sisi kanan persamaan di atas dan cari nilai  $M$

$$M = \frac{y}{A} \left( 3T - \frac{A}{T} \frac{dT}{dy} \right) \dots \dots \dots 2.16$$

Inilah persamaan umum untuk eksponen hidrolik  $M$ , yang merupakan fungsi dari penampang saluran dan kedalaman aliran.



$$M = \frac{3 [1+2z(y/b)]^2 - 2z(y/b)[1+z(y/b)]}{[1+2z(y/b)][1+z(y/b)]} \dots\dots\dots 2.17$$



Gambar 2. 9 Lengkung-lengkung untuk menentukan kedalaman kritis

Sumber : Hidrolika Saluran Terbuka. Ven Te Chow, 1989

### 2.3.2 Aliran Berubah Lambat Laun

Aliran berubah lambat laun merupakan salah satu tipe dalam aliran tetap tidak seragam, suatu aliran dikatakan aliran tetap tidak seragam apabila kecepatannya tidak berubah terhadap waktu tetapi berubah menurut tempat.

#### 2.3.2.1 Anggapan Dasar

Perkembangan teori aliran berubah lambat laun dimulai pada abad kedelapan belas. Banyak ahli hidrolika menyumbangkan andil dalam perkembangan tersebut (Chow, 1989). Teori-teori tersebut berdasar pada suatu anggapan sebagai berikut:

- Kehilangan suatu tinggi tekan pada suatu penampang sama seperti pada aliran seragam dengan kecepatan dan jari-jari hidrolik penampang yang sama.
- Kemiringan dasar saluran cukup kecil sehingga kedalaman aliran vertikal dan kedalaman aliran tegak lurus dasar saluran adalah sama besar, faktor koreksi tekanan  $\cos \theta$  sama dengan satu, dan tidak ada pemasukan udara di dalam aliran.
- Saluran berpenampang prismatic lurus



- Pembagian kecepatan di dalam penampang saluran adalah pasti, sehingga koefisien pembagian kecepatan adalah tetap
- Faktor hantaran K dan faktor penampang aliran kritis Z merupakan fungsi eksponen terhadap kedalaman aliran.
- Koefisien kekasaran tidak tergantung pada kedalaman aliran dan konstan sepanjang bagian saluran.

### 2.3.2.2 Persamaan Dinamik Aliran Berubah Lambat Laun

Profil aliran balik (*backwater*) dan penurunan (*drawdown*) ditentukan dengan penggunaan persamaan energy dalam aliran sepanjang dx didalam suatu aliran terbuka. Pada suatu bagian dari aliran berubah lambat laun dengan panjang dx dan jumlah tinggi energi total H diatas bidang persamaan / datum (Chow, 1989)

$$H = z_b + d \cos \theta + \frac{au^2}{2g} \dots\dots\dots 2.18$$

Dimana :

H = tinggi energi total, dalam (m)

$z_b$  = tinggi dasar saluran diukur dari datum, dalam (m)

d = kedalaman penampang aliran, dalam (m)

$\theta$  = sudut kemiringan dasar saluran

A = koefisien pembagian kecepatan / koefisien energy

u = kecepatan rata-rata aliran (vertikal) dalam (m/det)

g = gaya gravitasi (m/det<sup>2</sup>)

Kemiringan energi pada penampang saluran dengan aliran berubah lambat laun sama dengan kemiringan energi aliran seragam yang kecepatan dan jari-jari hidroliknya sama. Bila dipakai rumus manning, kemiringan energi adalah

$$S_f = \frac{n^2 V^2}{2,22 R^{4/3}} \dots\dots\dots 2.19$$

Bila dipakai rumus chezy, kemiringan energi adalah

$$S_f = \frac{V^2}{C^3 R} \dots\dots\dots 2.20$$

### 2.3.2.3 Analisa Profil Aliran

Dalam perhitungan profil aliran, mula-mula dianalisa aliran di saluran dan saluran dibagi dalam beberapa bagian. Analisa profil aliran merupakan suatu cara untuk meramalkan bentuk umum dari profil aliran (Chow 1989). Cara ini merupakan hal yang sangat penting dalam perancangan saluran untuk aliran berubah lambat laun.

1. Saluran prismaatik dengan kemiringan konstan.  
Profil aliran dengan saluran prismaatik yang panjang dengan kemiringan konstan telah dibahas pada klasifikasi aliran.
2. Saluran prismaatik dengan kemiringan berubah.  
Saluran ini serupa dengan sepasang saluran yang saling berhubungan dengan penampang melintang yang sama namun kemiringan berlainan. Beberapa uraian khusus akan dibicarakan :
  - Profil didekat atau pada kedalaman kritis tidak dapat diramalkan dengan tepat berdasarkan teori aliran berubah lambat laun, karena biasanya bersifat aliran berubah tiba-tiba.
  - Pada saat melintasi garis kritis, profil aliran secara teoritis akan miring mendekati vertikal, dengan alasan yang sama pada poin sebelumnya, kedalaman kritis tidak dapat terjadi tepat diatas perubahan dasar saluran.
  - Pada beberapa keadaan loncatan hidrolik dapat terjadi baik disaluran hulu maupun saluran hilir, tergantung pada keterajalan relatif dari kedua kemiringan saluran yang ada.
3. Saluran prismaatik dengan beberapa perubahan kemiringan.  
Untuk saluran semacam ini cara analisa yang umum adalah sebagai berikut:
  - Gambarkan profil saluran dengan skala vertikal yang diperbesar.
  - Hitung  $y_n$  untuk setiap panjang saluran, dan gambarkan garis kedalaman normal, diperlihatkan dengan garis putus-putus diseluruh panjang saluran
  - Hitung  $y_c$  untuk setiap bagian saluran, dan gambarkan garis kedalaman kritis diperlihatkan dengan garis titik-titik disepanjang saluran.

- Tetapkan semua penampang kontrol yang memungkinkan.
  - Dimulai pada kedalaman kontrol disetiap penampang kontrol, untuk setiap saluran dirancang profil kontinu.
  - Bila aliran bersifat superkritis di daerah hulu maupun daerah hilir bersifat subkritis, profil aliran harus melintasi suatu kedalaman kritis di bagian saluran yang lurus.
4. Saluran tak prismaatik dan saluran dengan aliran berubah beraturan. pada saluran tak prismaatik dan saluran yang alirannya berubah beraturan, analisa aliran lebih rumit sebab penampang kontrol dapat terjadi di setiap penampang saluran dan letaknya tidak dapat ditentukan dengan mudah.

### 2.3.3 Metode Perhitungan Manual

#### 2.3.3.1 Metode Integrasi Numerik

Berdasarkan buku hidrolika saluran terbuka karya vent e chow (1989) metode ini mula-mula diterapkan untuk suatu aliran dengan penambahan debit, kemudian untuk aliran dengan pengurangan debit.

- Aliran dengan penambahan debit  
Persamaan dibawah dapat digunakan untuk menghitung profil aliran berubah beraturan dengan penambahan debit.

$$\Delta y' = \frac{Q_1(V_1+V_2)}{g(Q_1+Q_2)} \left( \Delta V + \frac{V_2}{Q_1} \Delta Q \right) \dots\dots\dots 2.21$$

Pada persamaan di atas, suku pertama menyatakan pengaruh kehilangan energi akibat benturan (*impact loss*) dan suku kedua menyatakan pengaruh gesekan. Langkah yang harus dilakukan adalah menentukan letak penampang kontrol, setelah penampang kontrol ditentukan perhitungan dilakukan kearah hilir untuk aliran superkritis dan kearah hulu untuk aliran subkritis.

- Aliran dengan pengurangan debit  
Untuk aliran berubah beraturan dengan pengurangan debit, kecepatan dan debit di penampang 1 dianggap V dan Q, dan pada penampang 2 adalah V - ΔV dan

$Q - \Delta Q$ . Momentum yang hilang akibat berkurangnya debit dianggap sebesar  $w \Delta Q$  ( $V - \Delta V/2$ )/g. persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$\Delta y' = \frac{Q_1(V_1+V_2)\Delta V}{g(Q_1+Q_2)} \left(1 - \frac{\Delta Q}{2Q_1}\right) + S_f \Delta x \dots\dots\dots 2.22$$

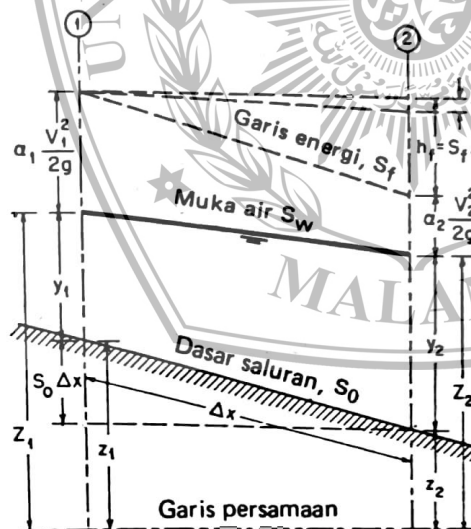
### 2.3.3.2 Metode Tahapan Langsung

Berdasarkan buku hidrolika saluran terbuka karya vent e chow (1989) secara umum metode tahapan langsung membagi saluran menjadi beberapa saluran sepanjang  $\Delta x$ , kemudian menghitung secara bertahap dari satu ujung ke ujung lainnya. Rumus mencari  $\Delta x$  adalah

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_0 - S_f} = \frac{\Delta E}{S_0 - S_f} \dots\dots\dots 2.23$$

Dengan E merupakan energi spesifik, atau dianggap

$$E = y + a \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots 2.24$$



Gambar 2. 10 Bagian Saluran untuk Menurunkan Metode Tahapan Langsung

Keterangan pada gambar di atas adalah sebagai berikut:

$y$  = kedalaman aliran

$v$  = kecepatan rata-rata

$a$  = koefisien energi

$S_0$  = kemiringan dasar saluran

$S_f$  = kemiringan gesek

Metode tahapan langsung merupakan metode sederhana untuk menghitung saluran prismatic

### 2.3.3.3 Metode Tahapan Standar

Metode ini juga bisa digunakan untuk saluran tak prismatic, unsur hidrolis pada saluran tak prismatic tergantung pada jarak sepanjang saluran. Pada saluran alam diperlukan adanya survei lapangan untuk setiap penampang yang akan dihitung, survei dilakukan bertahap dari satu pos ke pos berikutnya yang sifat hidrolisnya sudah ditetapkan (Chow, 1989).

Untuk menjelaskan cara ini dianggap permukaan air terletak pada suatu ketinggian dari bidang mendatar. Persamaan pada metode ini dapat ditulis sebagai berikut:

$$Z_1 + a_1 \frac{v^2}{2g} = Z_2 + a_2 \frac{v^2}{2g} + h_f + h_e \dots \dots \dots 2.25$$

Tinggi tekanan total pada kedua ujung penampang adalah

$$H_1 = Z_1 + a_1 \frac{v^2}{2g}$$

Dan

$$H_2 = Z_2 + a_2 \frac{v^2}{2g}$$

Maka persamaan di atas dapat diubah menjadi

$$H_1 = H_2 + h_f + h_e \dots \dots \dots 2.26$$

### 2.3.3.4 Loncatan Hidrolik

a. Loncatan hidrolik pada saluran persegi panjang mendatar

Untuk aliran superkritis pada saluran persegi panjang mendatar, energi aliran akan diredam oleh hambatan gesek saluran. Suatu loncatan hidrolik akan

terbentuk jika nilai Froude ( $F_1$ ), kedalaman aliran ( $y_1$ ) dan kedalaman hilir ( $y_2$ ) memenuhi persyaratan berikut

$$\frac{y_2}{y_1} = 0,5 (\sqrt{1+8F_1^2} - 1) \dots\dots\dots 2.27$$

b. Sifat dasar loncatan hidrolis

Kehilangan energi pada loncatan sama dengan perbedaan energi spesifik sebelum dan sesudah terjadinya loncatan

$$\Delta E = E_2 - E_1 = \frac{(y_2 - y_1)^2}{4y_1 y_2} \dots\dots\dots 2.28$$

Rasio antara energi spesifik setelah loncatan dengan sebelum loncatan didefinisikan sebagai efisiensi loncatan

$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{(8F_1^2 + 1)^{1/4} - 4F_1^2 + 1}{8F_1^2(2 + F_1^2)} \dots\dots\dots 2.29$$

Perbedaan kedalaman sebelum dan sesudah terjadinya loncatan disebut tinggi loncatan

$$H_j = y_2 - y_1 \dots\dots\dots 2.30$$

Dengan menyatakan setiap besaran sebagai rasio terhadap energi spesifik, maka persamaan di atas menjadi

$$\frac{H_j}{E_1} = \frac{y_2}{E_1} - \frac{y_1}{E_1}$$

Dimana:

$$\frac{H_j}{E_1} = \text{tinggi relative}$$

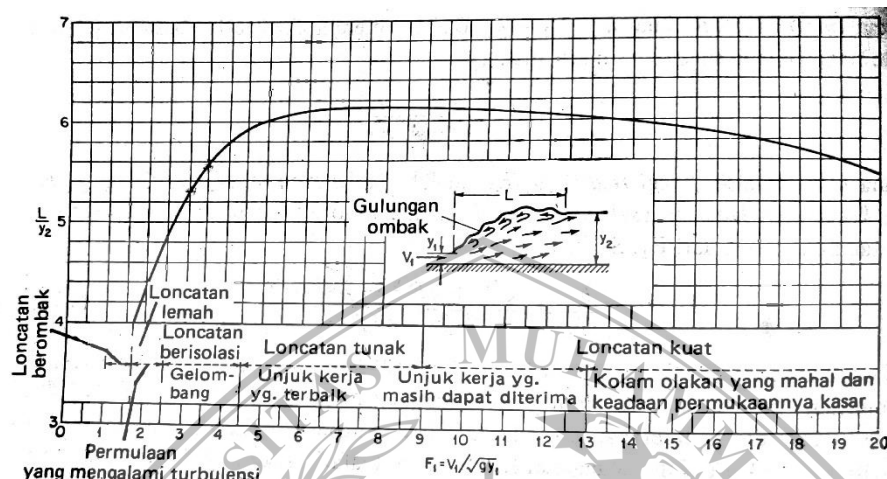
$$\frac{y_2}{E_1} = \text{kedalaman lanjutan relative}$$

$$\frac{y_1}{E_1} = \text{kedalaman mula relative}$$

c. Panjang loncatan



Panjang loncatan dapat didefinisikan sebagai jarak antara permukaan depan loncatan hidrolik sampai suatu titik pada permukaan gulungan ombak yang segera menuju hilir



Gambar 2. 11 Panjang loncatan yang dinyatakan dengan kedalaman akhir  $y_2$ , pada saluran datar

#### 2.3.4 Program HEC-RAS 4.1

HEC-RAS (*Hydraulic Engineering Center – River Analysis System*) merupakan program aplikasi untuk memodelkan aliran di sungai, *River Analysis System* (RAS), yang dibuat oleh *Hydrologic Engineering Center* (HEC) yang merupakan satu divisi di dalam *Institute for Water Resources* (IWR), di bawah *US Army Corps of Engineers* (USACE). HEC-RAS merupakan model satu dimensi aliran permanen maupun tak permanen (*steady and unsteady one-dimensional flow model*) (Istiarto, 2014)

HEC-RAS Versi 4.1, beredar sejak Januari 2010. HEC-RAS memiliki empat komponen model satu dimensi:

- hitungan profil muka air aliran permanen,
- simulasi aliran tak permanen,
- hitungan transpor sedimen, dan
- hitungan kualitas air.

Satu elemen penting dalam HEC-RAS adalah keempat komponen tersebut memakai data geometri yang sama, routine hitungan hidraulika yang sama, serta beberapa fitur desain hidraulik yang dapat diakses setelah hitungan profil muka air berhasil dilakukan.

HEC-RAS merupakan program aplikasi yang mengintegrasikan fitur *graphical user interface*, analisis hidraulik, manajemen dan penyimpanan data, grafik, serta pelaporan (Istiarto, 2014)

#### **2.3.4.1 Analisis Hidraulika**

a. *Steady Flow Water Surface Component.*

Modul ini berfungsi untuk menghitung profil muka air aliran permanen berubah beraturan (*steady gradually varied flow*). Program mampu memodelkan jaring sungai, sungai dendritik, maupun sungai tunggal. Regime aliran yang dapat dimodelkan adalah aliran sub-kritik, super-kritik, maupun campuran antara keduanya.

b. *Unsteady Flow Simulation.*

Modul ini mampu mensimulasikan aliran tak permanen satu dimensi pada sungai yang memiliki alur kompleks. Semula, modul aliran tak permanen HEC-RAS hanya dapat diaplikasikan pada aliran sub-kritik, namun sejak diluncurkannya versi 3.1, modul aliran tak permanen HEC-RAS dapat pula mensimulasikan regime aliran campuran (sub-kritik, super-kritik, loncat air, dan draw-downs).

c. *Sediment Transport/Movable Boundary Computations.*

Modul ini mampu mensimulasikan transpor sedimen satu dimensi (simulasi perubahan dasar sungai) akibat gerusan atau deposisi dalam waktu yang cukup panjang (umumnya tahunan, namun dapat pula dilakukan simulasi perubahan dasar sungai akibat sejumlah banjir tunggal).

d. *Water Quality Analysis.*

Modul ini dapat dipakai untuk melakukan analisis kualitas air di sungai. HEC-RAS versi 4.0 dapat dipakai untuk melakukan analisis temperatur air serta simulasi transport beberapa konstituen kualitas air, seperti *Algae*, *Dissolved Oxygen*, *Carbonaceous Biological Oxygen Demand*, *Dissolved Orthophosphate*,

*Dissolved Organic Phosphorus, Dissolved Ammonium Nitrate, Dissolved Nitrite Nitrogen, Dissolved Nitrate Nitrogen, and Dissolved Organic Nitrogen.* Kemampuan untuk mensimulasikan transpor berbagai konstituen kualitas air lainnya akan ditambahkan pada HEC-RAS versi yang akan datang.

#### 2.3.4.2 Persamaan Dasar Aliran

Untuk aliran permanen, HEC-RAS menghitung profil muka air di sepanjang alur urut dari satu tampang melintang ke tampang berikutnya. Muka air dihitung dengan memakai persamaan energi yang diselesaikan dengan metode yang dikenal sebagai *Standard Step Method*. Persamaan energi antar dua tampang lintang dituliskan dalam bentuk berikut :

$$Y_2 + Z_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} + h_2 \dots \dots \dots 2.31$$

Keterangan :

$Y_1, Y_2$  = Kedalaman aliran

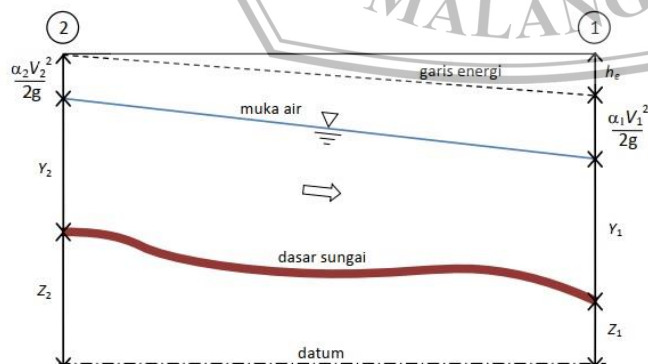
$Z_1, Z_2$  = Elevasi dasar saluran

$V_1, V_2$  = Kecepatan rata-rata (debit dibagi luas tampang basah)

$a_1, a_2$  = Koefisien

$g$  = Percepatan gravitasi

$h_2$  = Kehilangan tinggi energi



Gambar 2. 12 Diagram Aliran Berubah Beraturan